

ния геосинтетических материалов с оптимальным соотношением технологических параметров. Производственная проверка в условиях строительства показала достаточную сходимость результатов с данными лабораторных исследований.

Результаты, полученные при производственной проверке в натуральных условиях, позволяют рекомендовать разработанную технологию укрепления откосов путем послойного армирования геосинтетическими материалами для внедрения при устройстве откосов с углом, выше естественного.

1. Тимофеева Л.М. Армирование грунтов, теория и практика применения. – Пермь: Перм. политехн. ин-т, 1991. – 478 с.

2. Авторское свидетельство СССР на изобретение №844689, МКИ Е 02 D 17/20, Е 02 В 3/12. Способ возведения насыпи / Гадилов Е.О. и др., Заявл. 24.04.79; Опубл. 07.07.81. Бюл. №25, 1981.

3. Декл. патент на полезную модель №5187 Украина, МКИ Е 02 D 17/20. Способ возведения насыпи / Федорук А.В.; Заявл. 22.07.04; Опубл. 15.02.05, № 2. – 2 с.

*Получено 30.06.2006*

УДК 624.543 : 624.012

Е.И.ЛУГЧЕНКО

*Харьковская национальная академия городского хозяйства*

## **НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ПЕРФОРИРОВАННЫХ БАЛОК**

Исследуется напряженно-деформированное состояние железобетонных балок с отверстиями. Разработана установка и предлагается методика проведения эксперимента для определения характера трещинообразования и деформации перфорированных балок.

Здания малой этажности, работающие по жесткой конструктивной схеме, очень чувствительны к неравномерным осадкам основания [1,2]. В процессе эксплуатации в их стенах возникают сквозные вертикальные и наклонные трещины, появление которых приводит к изменению первоначальной расчетной схемы здания и перераспределению усилий между его конструктивными элементами. При этом изменяется характер работы несущих элементов (в первую очередь стен) вследствие гибкости отдельных конструкций и здания в целом, что приводит к разрушению элементов, обрушению всего здания, а в большинстве случаев – к созданию неприемлемых условий эксплуатации, требующих массового сноса жилых массивов. Эта проблема возникла во всех регионах Украины и с целью ее решения Кабинет Министров Украины 5 мая 1997 г. издал Постановление №409 «Про забезпечення надійності й безпечної експлуатації будівель і споруд та інже-

нерных мерзл». Решение этой проблемы актуально и в настоящее время.

При оценке напряженно-деформированного состояния зданий жилищно-гражданского комплекса основным фактором является изгибная жесткость продольных стен, которая определяется величиной модуля упругости и моментом инерции поперечного сечения. Величина последнего существенно зависит от проемности продольных стен зданий. Рассматриваемые здания в плане имеют форму вытянутого прямоугольника, причем продольная его сторона (длина здания) значительно превышает поперечный размер (высоту здания), что позволяет рассматривать их как балочные элементы. А тот факт, что внутренние и наружные стены ослаблены регулярными сквозными оконными и дверными проемами, позволяет нам рассматривать их как перфорированные балки различной высоты (этажности). Например, по аналогии [3], для одноэтажного здания такую балку можно представить трехслойной со сплошными верхним и нижним ригелями и средним заполнением в виде дискретно расположенных стоек (простенков), жестко связанных с ригелями.

В работе [4] предпринята попытка оценить изгибную жесткость перфорированных балок применительно к одноэтажным зданиям. Вместо жесткости поясов таких балок расчетным путем определена приведенная жесткость  $EJ_{red}$ , учитывающая как размеры проемов, так и их количество по длине сооружения. Решение основано на сравнении прогибов системы, вычисленных А.В.Бильченко и Г.А.Молодченко [3] по трехчленной формуле Мора и определенных по приведенному моменту инерции  $J_{red}$ . Аналитическим путем было установлено, что приведенный момент инерции, а следовательно, и жесткость перфорированной балки снижается при увеличении ширины проемов, что существенно влияет на характер напряженно-деформированного состояния системы.

Для сравнительного анализа данных, получаемых аналитическим и экспериментальным путем, на кафедре строительных конструкций ХНАГХ подготовлены и проведены экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния и жесткости перфорированных балок с различными размерами и количеством регулярно расположенных сквозных проемов по ширине. Для проведения эксперимента изготовлены опытные образцы балок опалубочной длиной  $l = 213$  см, размерами поперечного сечения  $\delta = 15$  см;  $h = 35$  см (рис.1). Размеры экспериментальных балок определены путем анализа внешних размеров и величины проемов продольных наружных стен реальных

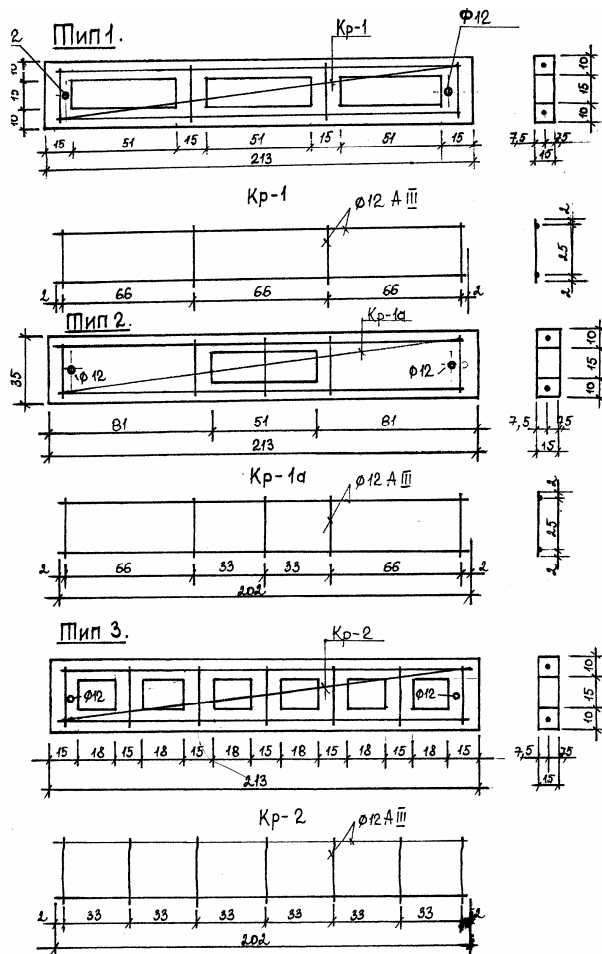


Рис.1 – Конструкция балок

зданий. Количество проемов в балках (1, 3, 6) принято по результатам приведенных в работе [4] аналитических данных, как дающих наиболее характерные результаты. Изготовлено по три образца балок каждого типа. Бетонировали образцы в металлической опалубке в горизонтальном положении. Для создания пустот в балках применяли деревянную опалубку (рис.2). Для определения прочностных характеристик бетона были изготовлены контрольные образцы – кубы со стороной 100 мм. Для изготовления образцов применяли одинаковый для

всех типов балок состав бетонной смеси, в пропорции 1:1,78:3,02, по весу составляющих с водоцементным отношением 0,61. В качестве заполнителя использовали речной намывной песок Комсомольского карьера (район силикатного завода), объемным весом в стандартном состоянии  $1,46 \text{ г/см}^3$ , влажностью 3,3%, с содержанием пылевидных и глинистых частиц 0,5%, модулем крупности  $M_k-1,13$ ; гранитный щебень Редутского карьера, объемным весом  $1370-1380 \text{ кг/м}^3$ , при наибольшем размере частиц 25, а при наименьшем – 3 мм (согласно Паспорту качества щебня Редутского щебзавода ЮЖД по ГОСТ 7392-85). В качестве связующего применяли портландцемент ПЦ-II/A-III-400 Криворожского цементного завода, активностью в возрасте 7 суток –  $308 \text{ кг/см}^2$  (Документ про якість №1699 ВАТ «Кривий Ріг Цемент»). Смесь готовили в бетономешалке емкостью 250 л. Во всех образцах применяли арматуру периодического профиля Ø12 АIII в виде одного плоского арматурного каркаса. Каркас размещали в середине поперечного сечения каждого элемента балки (рис.1). Поверхность всех стержней была чистой, без ржавчины и масляных пятен. Уплотнение бетонной смеси выполняли штыкованием с одновременным вибрированием по опалубке вибратором глубинного типа. После бетонирования образцы помещали в пропарочную камеру, после извлечения из которой они три дня находились в опалубке, которую сверху засыпали мокрыми опилками и тщательно увлажняли. Распалубленные образцы находились во влажных опилках. Через 25 суток с момента бетонирования образцы извлекали из опилок, тщательно очищали и готовили к испытанию. Условия хранения контрольных образцов кубов аналогичны. Основные и контрольные образцы испытывали в возрасте  $28 \pm 1$  дней.



Рис.2 – Опалубка для изготовления образцов

По три кубика каждой серии были испытаны на сжатие. Марка бетона определяли умножением средней прочности на масштабный коэффициент, равный 0,95. Данные испытания представлены в таблице. Как видно из таблицы, величины прочности хорошо согласуются между собой.

Характеристика прочности бетона

| Серия | № п/п | Размеры, мм | $R_{сж}$ , кН | Масш. коэфф. | Марка | Прочность $R_{сж}$ , кН/см <sup>2</sup> | Возраст |
|-------|-------|-------------|---------------|--------------|-------|---|---------|
| I     | 1     | 100x100     | 285           | 0,95         | 276   | 2,76                                    | 27      |
|       | 2     | 101x102     | 296           | 0,95         | 287   | 2,786                                   | 27      |
|       | 3     | 102x102     | 300           | 0,95         | 291   | 2,797                                   | 27      |
| II    | 4     | 100x101     | 281           | 0,95         | 272   | 2,782                                   | 28      |
|       | 5     | 101x102     | 295           | 0,95         | 286   | 2,776                                   | 28      |
|       | 6     | 101x100     | 289           | 0,95         | 280   | 2,772                                   | 28      |
| III   | 7     | 102x101     | 295           | 0,95         | 286   | 2,776                                   | 29      |
|       | 8     | 102x101     | 296           | 0,95         | 287   | 2,786                                   | 29      |
|       | 9     | 101x100     | 282           | 0,95         | 273   | 2,783                                   | 29      |

Методику эксперимента можно представить в виде следующего алгоритма:

1) на испытательном стенде (поз.1, рис.3) образцы балок (поз.2, рис.3) испытывали по статически определимой схеме с приложением внешней сосредоточенной нагрузки в третях пролета;

2) нагрузку передавали через левую серьгу (поз.3, рис.3) домкратом (поз.4, рис.3) и контролировали силоизмерителем (трехтонный образцовый динамометр) (поз.5, рис.3), установленным на правой опоре;

3) равенство прикладываемых усилий к балке и опорных ее реакций обеспечивали распределительной траверсой (поз.6, рис.3) с шарниром (поз.7, рис.3);

4) перемещения (прогибы) балок фиксировали индикаторами часового типа И-1, И-2, И-3 с ценой деления 0,01 мм, закрепленными на фиксированной траверсе (поз.8, рис.3), опирающейся на испытуемый образец по линиям передачи реакций.

Нагружение выполняли этапами. Приращение нагрузки на стадии до начала трещинообразования и после него составляло 100кг. Нагрузку увеличивали с последующей выдержкой 5 мин. В это время вели наблюдение за появлением трещин. Отсчеты с индикаторов снимали в начале и конце выдержки. Было обнаружено, что появление трещин можно с большой точностью определить по показаниям силоизмерителя.

Каждое появление новой трещины сопровождалось незначительным сбросом нагрузки. Ширину раскрытия трещин измеряли микроскопом МПБ-2 с 24-кратным увеличением. Характер разрушения балок каждого типа показан на рис.4.

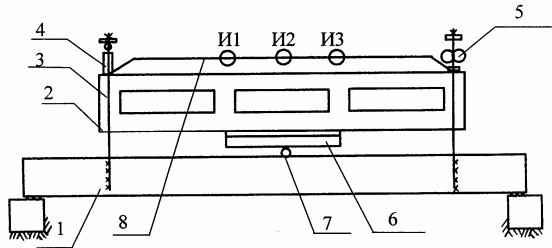


Рис.3 – Схема испытательной установки:

- 1 – испытательный стэнд; 2 – испытываемый образец; 3 – серьга; 4 – домкрат;  
5 – силоизмеритель; 6 – траверса распределительная; 7 – шарнир;  
8 – фиксированная траверса для крепления индикаторов.

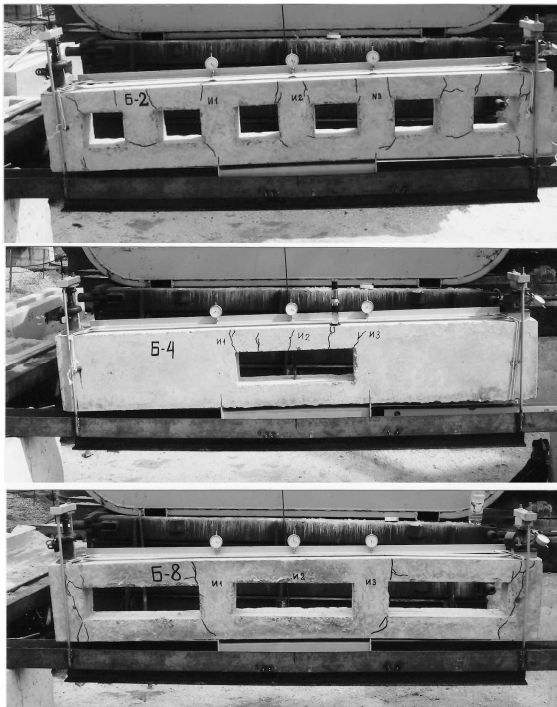


Рис.4 – Образцы после испытания

Обобщая результаты наших исследований, можно сделать следующие выводы:

1. Предлагаемая установка позволила передать на образец одинаковые по величине усилия во всех точках их приложения по длине, что дает возможность получить достоверную картину НДС испытываемых образцов.

2. Характер трещинообразования в образцах и их деформации (перемещения) соответствуют численному решению задачи о напряженно-деформированном состоянии перфорированных балок.

1. Воблых В.А., Кичаева О.В. Учет влияния основания на напряженное состояние стен малой этажности // Науковий вісник будівництва. Вип. 4. – Харків: ХДТУБА, 1998. – С. 20-23

2. Кичаева О.В. Влияние неравномерных осадок основания на износ зданий // Вестник ХГПУ. Вип. 27. – Харьков: ХГПУ, 1998. – С. 193-196

3. Бильченко А.В., Молодченко Г.А., Шипель Л.В. Исследование жесткости ограждающих панелей стены в грунте с поперечными пустотами // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1982. – №2. – С.9-13.

4. Псурцева Н.А., Сироменко А.Н. и др. Оценка напряженно-деформированного состояния зданий жилищно-гражданского комплекса // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 10. – Рівне, 2003. – С.195-201.

*Получено 02.06.2006*

УДК 69.059, 624.94

А.О.ИСМАГИЛОВ

*Украинская государственная академия железнодорожного транспорта, г.Харьков*

## **ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ ПРИ РАЗВИТИИ НЕРАВНОМЕРНЫХ ПРОСАДОК ОСНОВАНИЯ**

Рассматриваются задачи экстраполяции развития неравномерных осадок колонн каркаса зданий по результатам регулярных геодезических измерений и прогнозирования образования просадок, предельных по критериям эксплуатационной пригодности.

Конструкции каркасов производственных зданий моделируются для расчетов статически неопределимыми системами, чувствительными, как известно, к осадкам и поворотам опор. Поэтому дополнительные напряжения в элементах и узлах, а также деформации конструкций могут привести к недопустимому снижению долговечности, преждевременному неработоспособному состоянию конструкций.

Для ответственных инженерных сооружений, построенных на просадочных грунтах, контрольно-измерительные наблюдения за деформациями основания необходимо проводить на протяжении всего срока эксплуатации. В результате таких наблюдений накапливаются данные, которые можно использовать для статистического анализа